

КАЗАНСКИЙ (ПРИВОЛЖСКИЙ) ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

На правах рукописи



Балафендиева Ирина Сергеевна

**ИССЛЕДОВАНИЕ НЕЛИНЕЙНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ
КОНСТРУКЦИЙ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ С ГРУНТАМИ
СЛОЖНОЙ ФИЗИЧЕСКОЙ ПРИРОДЫ**

Специальность 01.02.04 – «Механика деформируемого твердого тела»

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени
кандидата физико-математических наук

Казань - 2013

Работа выполнена на кафедре теоретической механики Казанского (Приволжского) федерального университета.

Научный руководитель: кандидат физико-математических наук,
доцент Бережной Дмитрий Валерьевич

Официальные оппоненты: доктор физико-математических наук,
профессор, Заслуженный деятель
науки и техники РФ и РТ
Паймушин Виталий Николаевич
КНИТУ им. А.Н. Туполева
зав. каф. Сопротивления материалов

доктор технических наук, профессор,
Заслуженный деятель науки и техники
РСФСР Крысько Вадим Анатольевич
СГТУ им. Ю.А. Гагарина
Зав. каф. «Математика и моделирование».

Ведущая организация: Казанский государственный архитектурно-
строительный университет

Защита состоится 1 июля 2013 г. в 14 часов 30 минут на заседании диссертационного
Совета Д 212.081.11 при Казанском (Приволжском) федеральном университете по адресу:
420008, г. Казань, ул. Кремлевская, 18, ауд. мех. 2.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Казанского (Приволжского) федерального университета.

Отзывы на автореферат в одном экземпляре, заверенные печатью, просим высылать по адресу: 420008, г. Казань, ул. Кремлевская, 18.

Автореферат разослан 29 мая 2013 г.

Ученый секретарь диссертационного совета,
кандидат физико-математических наук, доцент



Саченков А.А.

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность работы. В современных условиях повсеместно практикуется возведение строительных сооружений в грунтах, находящихся в сложных физико-геологических условиях. Поэтому создание методик расчета трехмерных объектов, взаимодействующих с грунтовыми сооружениями, является сейчас особенно актуальным.

Прогресс в развитии фундаментостроения и подземного строительства в значительной мере определяется достигнутыми к настоящему времени результатами в области математического моделирования различных процессов и физических явлений, в частности, процессов деформирования и разрушения элементов конструкций и сооружений. Существует определенный разрыв между потребностями практики и существующими СНиПами, регламентирующими деятельность проектировщиков и строительную практику, и возможностями уточненных расчетов элементов конструкций и сооружений, исходя из современных возможностей более точной постановки практических задач и их реализации на ЭВМ на основе использования численных методов.

Основным направлением задач, стоящих перед механикой грунтов, является теоретический прогноз поведения грунтовых толщ под влиянием внешних и внутренних воздействий: разнообразных нагрузок от сооружений, изменения под действием природных факторов и деятельности человека условий равновесия, например, при размывах, колебаниях уровня грунтовых вод, разгрузке глубоких слоев грунта при копке строительных котлованов и др.

Задача исследования напряженно-деформированного состояния грунтов под действием внешних сил и собственного веса является главной в механике грунтов, и ее решение для различных случаев загрузки имеет непосредственное приложение в практике строительства. Для практики строительства весьма важно знать, как распределяются напряжения в грунте при загрузке части его поверхности, при каких условиях наступает предельное напряженное состояние, после чего возникают недопустимые деформации и нарушения сплошности грунтового массива и т.п. Важную роль играет математическое моделирование, позволяющее прогнозировать и оптимизировать технологические воздействия, интерпретировать и обрабатывать опытные данные.

Традиционно в механике деформируемого твердого тела для решения геометрически нелинейных задач получило распространение лагранжево описание среды, при этом хорошо формулируется краевая задача в дифференциальной или вариационной формах, для решения которой возможно использование различных численных методов. В рамках современных численных методов получили развитие шаговые методы, в соответствии с которыми процесс деформирования представляется как последовательность равновесных состояний, и переход из текущего состояния в последующее определяется приращением нагрузки, изменением граничных условий или расчетной области и т.д.

При моделировании взаимодействия элементов конструкций с грунтами в ряде случаев для адекватной оценки характера деформирования используются различные методики контактного взаимодействия элементов конструкций между собой и с грунтом. Не учет контакта может привести к принципиально иному результату, в какой-то степени даже противоречащему здравому смыслу.

Целью диссертационной работы является разработка и численная реализация методики решения задач по определению напряженно-деформированного состояния элементов конструкций подземных, промышленных и транспортных сооружений с учетом контактного взаимодействия с окружающим их физически нелинейно-деформируемым грунтовым массивом.

Научную новизну работы составляют следующие положения:

- на основе определяющих соотношений между истинными напряжениями и истинными деформациями реализована и апробирована конечно-элементная методика решения трехмерных задач механики грунтов с сухим трением;
- развиты вычислительные модели упругопластического деформирования пространственных конструкций, взаимодействующих с грунтами, включающие в себя усовершенствованные

конечные элементы пространственных конструкций и сплошных сред, а также адаптированные к ним алгоритмы численного решения задач контактного взаимодействия деформируемых тел;

– на ряде линейных и нелинейных задач исследованы точность предлагаемых вычислительных моделей, проведен анализ их эффективности в сравнении с другими численными схемами, применяемыми в расчетной практике;

– решены новые задачи нелинейного взаимодействия трехмерных конструкций с грунтовыми средами с учетом их контактного взаимодействия.

Достоверность результатов диссертационной работы обеспечивается строгим математическим обоснованием основных расчетных методик, тщательным тестированием на всех этапах разработки и реализации численных алгоритмов, многочисленными сравнениями (и совпадением) с известными аналитическими и численными решениями. При расчетах новых конструкций проводится сравнение с имеющимися экспериментальными данными.

Практическую ценность составляет представленная в диссертационной работе методика расчета напряженно-деформированного состояния элементов конструкций с учетом контактного взаимодействия с окружающим их грунтовым массивом в условиях сложного силового нагружения. Разработанная численная методика дает результаты, хорошо согласующиеся с данными натурных испытаний. На ее основе можно рассчитывать трехмерные конструкции и получать достоверные результаты.

Основные положения, выносимые на защиту.

– методика решения двумерных и трехмерных нелинейных задач сплошных сред с сухим трением;

– методика решения двумерных и трехмерных задач взаимодействия деформируемых конструкций и сплошных сред с учетом их контакта;

– результаты решения задач взаимодействия элементов подземных транспортных сооружений с окружающим их физически нелинейным грунтом.

Апробация работы. Основные положения и результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались:

– на итоговых конференциях Казанского (Приволжского) федерального университета (Казань, 2009-2012 г.г.);

– на Международных молодежных научных школах-конференциях «Лобачевские чтения» (Казань, 2009-2012 г.г.);

– на Второй международной конференции «Проблемы нелинейной механики деформируемого твердого тела» (Казань, 2009 г.);

– на Межвузовских конференциях «Математическое моделирование и краевые задачи» (Самара, 2009-2010 г.г.);

– на Международных конференциях «Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов» (Санкт-Петербург, 2009-2011 г.г.);

– на Международных симпозиумах «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред» им. А.Г. Горшкова (Москва, 2009-2012 г.г.);

– на Международных конференциях по вычислительной механике и современным прикладным программным системам (Алушта, 2009-2012 г.г.);

– на Международной научно-практической конференции «Актуальные проблемы естественных и гуманитарных наук», (Зеленодольск, 2011-2012 г.г.);

– на Девятой Всероссийской конференции «Сеточные методы для краевых задач и приложения» (Казань, 2012 г.).

Диссертационная работа в целом обсуждалась и получила одобрение:

– на расширенном семинаре кафедры теоретической механики и лаборатории механики оболочек Казанского (Приволжского) федерального университета (2012 г.);

– на расширенном семинаре кафедры сопротивления материалов и основ теории упругости Казанского государственного архитектурно-строительного университета (2013 г.).

Публикации. По теме диссертации опубликована 21 печатная работа, из них 4 статьи в журналах, рекомендованных ВАК Министерства образования и науки РФ для опубликования результатов кандидатских диссертаций. В работах [5-6, 8-21] соавторы принимали участие в постановке задачи и обсуждении результатов, в работах [1-4, 7, 15] автор реализовал методику расчета, получил численные результаты и проанализировал их.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, трех глав, заключения, списка литературы и приложения. Работа изложена на 124 страницах, содержит 67 рисунков, 10 таблиц. Библиография включает 177 наименований.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обосновываются актуальность темы диссертационной работы, научная новизна и практическая значимость результатов, сформулированы цели, представлены выносимые на защиту научные положения, приводится обзор публикаций по теме диссертации.

Отмечается, что идеи приближенных методов вычисления, на которых базируется МКЭ, были сформулированы в трудах Дж. Аргириса, М. Тернера, Р. Клафа. Развитие метод получил в работах М.Р. Айронса, К. Бате, Э. Вилсона, Р. Галлагера, О.К. Зенкевича, Дж.Т. Одена, Л. Сегерлинда и др. Значительный вклад в теорию МКЭ внесли отечественные авторы А.В. Александров, З.И. Бурман, Д.В. Вайнберг, А.И. Голованов, А.С. Городецкий, С.А. Капустин, М.С. Корнишин, Б.А. Куранов, А.М. Масленников, И.Ф. Образцов, В.А. Постнов, Р.Б. Рикардс, Л.А. Розин, А.С. Сахаров, И.Я. Хархурим, Н.Н. Шапошников и др.

Большой вклад в развитие механики грунтов внесли отечественные и зарубежные ученые М.М. Алиев, Ю.М. Абелев, М.А. Био, А.И. Боткин, В.З. Власов, С.С. Вялов, Н.М. Герсегованов, М.Н. Гольдштейн, М.И. Горбунов-Посадов, С.С. Григорян, Б.И. Далматов, Н.Я. Денисов, Д. Друккер, К.Е. Егоров, Б.Н. Жемочкин, Н.Н. Иванов, А.Н. Крылов, Ш. Кулон, Н.Н. Леонтьев, Н.Н. Маслов, В.Н. Николаевский, В. Прагер, Н.П. Пузыревский, Е.Г. Соловьев, И.Г. Терегулов, К. Терцаги, А.Б. Фадеев, В.А. Флорин, Р. Хилл, Н.А. Цытович и др.

Значительный вклад в развитие методов решения контактных задач внесли фундаментальные труды Л.А. Галина, В.И. Моссаковского, В.Л. Рвачева, А. Синьорини, И.Я. Штаермана. Следует также отметить работы В.М. Александрова, Ю.П. Артюхина, Н.Х. Арутюняна, В.А. Бабешко, И.И. Воровича, Р.В. Гольдштейна, А.Г. Горшкова, И.Г. Горячевой, В.И. Довноровича, К. Джонсона, Е.М. Морозова, А.Н. Подгорного, Г.Я. Попова, В.С. Саркисяна, В.М. Сеймова, М.И. Теплового и многих других.

Первая глава посвящена моделированию упругопластических деформаций в грунте с учетом геометрической нелинейности. Введены основные соотношения теории упругости и теории пластического течения, а также рассмотрен алгоритм процесса продолжения решения так называемая «модифицированная инкрементальная теория Лагранжа». Решены некоторые тестовые и модельные задачи.

Состояние статического равновесия тела описывается вариационным уравнением принципа возможных перемещений

$$\iiint_{V_0} \boldsymbol{\sigma}_i^* \delta \mathbf{u}_{,i} dV_0 = \iiint_{V_0} \mathbf{F}^* \delta \mathbf{u} dV_0 + \iint_{S_\sigma} \mathbf{P}^* \delta \mathbf{u} dS_\sigma. \quad (1)$$

Если для векторов $\boldsymbol{\sigma}_i^*$ принять разложения $\boldsymbol{\sigma}_i^* = \sigma_{ij}^* \mathbf{R}_j^*$, где $\mathbf{R}_i^* = \partial \mathbf{R}^* / \partial x^i = \mathbf{e}_i + \mathbf{u}_{,i}$ – основные базисные векторы в деформированном состоянии тела, то левая часть уравнения (1) преобразуется к виду $\iiint_{V_0} \boldsymbol{\sigma}_i^* \delta \mathbf{u}_{,i} dV_0 = \iiint_{V_0} \sigma_{ij}^* \delta \varepsilon_{ij} dV_0$. Входящие в него компоненты симметричного тензора ε_{ij} называются компонентами тензора деформаций Коши-Грина, а величины σ_{ij}^* по В.В. Новожилову называются обобщенными напряжениями.

Истинными деформациями удлинений ε_i и сдвигов $\sin \gamma_{ij}$ назовем величины

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ii}^{tr} &= \varepsilon_i = dl_i^* / dl_i - 1 = \sqrt{1 + 2\varepsilon_{ii}} - 1, \\ \varepsilon_{ij}^{tr} &= \sin \gamma_{ij} = 2\varepsilon_{ij} (1 + 2\varepsilon_{ii})^{-\frac{1}{2}} (1 + 2\varepsilon_{jj})^{-\frac{1}{2}} = 2\varepsilon_{ij} (1 + \varepsilon_i)^{-1} (1 + \varepsilon_j)^{-1},\end{aligned}\quad (2)$$

а истинными напряжениями, отнесенными к единицам деформированных площадей S_i^* , по В.В. Новожилову являются компоненты векторов σ_i в представлениях $\sigma_i = \sigma_{ij} \mathbf{e}_j^*$, где $\mathbf{e}_j^* = \mathbf{R}_j^* / |\mathbf{R}_j^*| = (1 + \varepsilon_j)^{-1} (\delta_{ji} + e_{ji}) \mathbf{e}_i$ – единичные векторы, направленные по касательным к деформированным координатным линиям в точке $M^*(x^i)$, в которую переходит точка $M(x^i)$ после деформирования. Между компонентами σ_{ij}^* и σ_{ij} имеют место зависимости

$$\begin{aligned}\sigma_{11}^* &= \frac{\sigma_{11}}{1 + \varepsilon_1} (1 + \varepsilon_2)(1 + \varepsilon_3) \cos \gamma_{23}, \\ \sigma_{12}^* &= \sigma_{12} (1 + \varepsilon_3) \cos \gamma_{23} = \sigma_{21} (1 + \varepsilon_3) \cos \gamma_{13} = \sigma_{21}^*;\end{aligned}\quad (3)$$

При использовании зависимостей (2), (3) для вариации потенциальной энергии деформаций имеем

$$\begin{aligned}\delta \Pi &= \iiint_{V_0} \sigma_{ij}^* \delta \varepsilon_{ij} dV_0 = \iiint_{V_0} (\tau_1 \delta \varepsilon_1 + \tau_2 \delta \varepsilon_2 + \tau_3 \delta \varepsilon_3 + \tau_{21} \delta \sin \gamma_{21} + \\ &+ \tau_{13} \delta \sin \gamma_{31} + \tau_{32} \delta \sin \gamma_{23}) (1 + \varepsilon_1)(1 + \varepsilon_2)(1 + \varepsilon_3) dV_0,\end{aligned}\quad (4)$$

$$\text{где } \tau_1 = \frac{\sigma_{11} \cos \gamma_{23}}{1 + \varepsilon_1} + \sigma_{21} \cos \gamma_{13} \sin \gamma_{12} + \sigma_{31} \cos \gamma_{12} \sin \gamma_{13},$$

$$\tau_{21} = \sigma_{21} \cos \gamma_{13} = \sigma_{12} \cos \gamma_{23} = \tau_{12};$$

В качестве условия пластичности в работе используется критерий Губера–Мизеса, для которого функция текучести $\Phi = \sigma_i - \sigma_T$, где σ_i – интенсивность напряжений, σ_T – предел текучести. Для ряда грунтов предельное состояние хорошо описывается условием прочности Мизеса–Боткина, которое записывается в виде

$$\Phi = \frac{1}{\sqrt{3}} \sigma_i - c^{**} + \sigma \tan \varphi^{**},$$

где φ^{**} – угол внутреннего трения на октаэдрических площадках, c^{**} – предельное сопротивление чистому сдвигу.

Уравнения типа Прандтля–Рейса связывают компоненты приращений истинных напряжений σ_{ij} и истинных деформаций ε_{ij}^{tr}

$$\Delta \sigma_{ij} = 2G \left(\Delta \varepsilon_{ij}^{tr} + \delta_{ij} \frac{3\mu}{1-2\mu} \Delta \varepsilon_0^{tr} \right) - \frac{\left(\frac{G}{\tau_i} \sigma_{ij}' + K \tan \varphi^{**} \delta_{ij} \right) \sum_{kl} \left(\frac{G}{\tau_i} \sigma_{kl}' + K \tan \varphi^{**} \delta_{kl} \right) \Delta \varepsilon_{kl}^{tr}}{G + K \tan^2 \varphi^{**}},$$

где $\Delta \varepsilon_0^{tr}$ – приращение средней истинной деформации, $\Delta \varepsilon_{ij}^{tr}$ – приращения компонент истинных деформаций, σ_{ij}' – компоненты девиатора напряжений, $\tau_i = \frac{1}{\sqrt{3}} \sigma_i$ – интенсивность касательных напряжений, δ_{ij} – символ Кронекера, μ – коэффициент Пуассона, G – модуль сдвига, E – модуль Юнга, $K = \frac{E}{3(1-2\mu)}$.

В работе реализована методика, идеально приспособленная для решения упругопластических задач по теории течения и называемая «модифицированным инкрементальным подходом Лагранжа», в которой процесс деформирования представляется в виде последовательности равновесных состояний при соответствующих уровнях нагружения.

Упругопластическое деформирование толстостенной трубы. Исследуется распределение напряжений в толстостенной длинной трубе (рис. 1) под осесимметричным внутренним давлением p при упругопластическом деформировании (плоская деформация). Внутренний радиус трубы $a = 1$ см, внешний $b = 2$ см, модуль упругости $E = 2 \cdot 10^6$ кг/см², коэффициент Пуассона $\mu = 0.3$. Материал полагаем идеально пластическим. Точное решение дает отношение внутреннего давления к пределу текучести $p/\sigma_T = 0.7208$, при котором радиус пластической зоны $c = 1.5$ см. Рассчитывалась четвертая часть сечения, на ее прямолинейных границах задавались условия симметрии. Задача решается за один шаг по нагрузке, при этом используется метод проецирования напряжений на поверхность текучести с итерационным уточнением. Для определения эффективности методики моделирования упругопластического деформирования исследовалась сходимость при различных сетках конечных элементов, и полученные значения сравнивались с теоретическим решением. Использовались следующие сетки конечных элементов: сечение разбивалось на 5 элементов по ширине и 20 элементов по окружному направлению, далее – 20×20 и 80×20 .

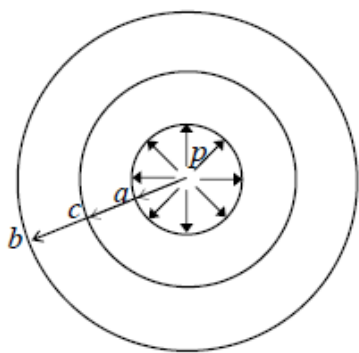


Рис. 1

На рисунках 2 – 4 показаны распределения радиальных и окружных напряжений в трубе по отношению к пределу текучести на различных сетках (рис. 2 – сетка 5×20 , рис. 3 – 20×20 , рис. 4 – 80×20), а также точное решение (штрихованная линия).

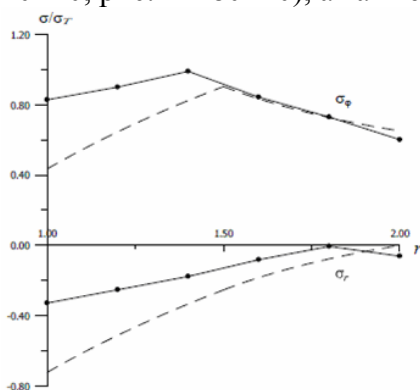


Рис. 2

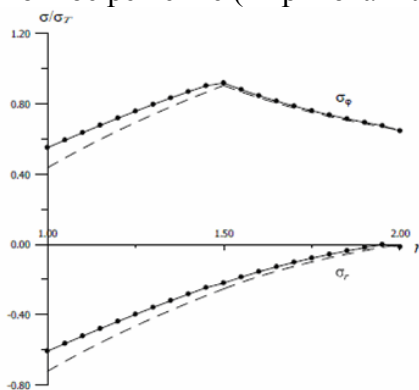


Рис. 3

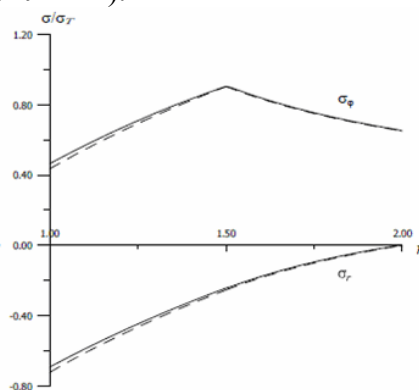


Рис. 4

Видно, что при сгущении сетки решение сходится и дает хорошую точность.

Деформирование грунтовой насыпи под действием собственного веса и нагружения.

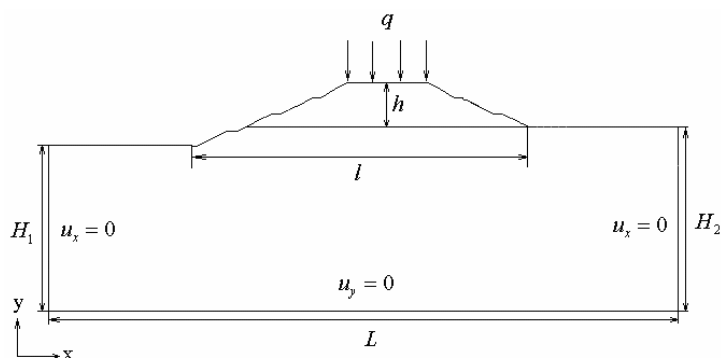


Рис. 5

Грунт находится под действием собственного веса и нагрузки, равномерно распределенной по верхней границе насыпи (рис. 5), на нижней границе расчетной области отсутствуют вертикальные смещения, на боковых – горизонтальные, длина основания 211.29 м. Рассмотрен случай плоского деформирования. Считается, что грунт – однородная среда со следующими физико-механическими свойствами: модуль деформации $E = 0.160$ МПа, коэффициент Пуассона $\mu = 0.42$, сцепление $C = 40$ КПа, угол внутреннего трения $\varphi = 17^\circ$, плотность $\rho = 2000$ кг/м³, интенсивность распределенной на-

грузки $q = 0.4 \text{ МПа}$. Процесс деформирования был разбит на два этапа. На первом этапе проводится расчет под действием собственного веса. На втором этапе к собственному весу насыпи добавляется равномерно распределенная нагрузка, действующая по верхнему краю насыпи.

На рисунках представлены результаты расчета насыпи под действием распределенной нагрузки с учетом собственного веса грунта: на рис. 6 – распределение вертикальных смещений (в метрах), на рис. 7 – распределение интенсивности сдвиговых пластических деформаций.

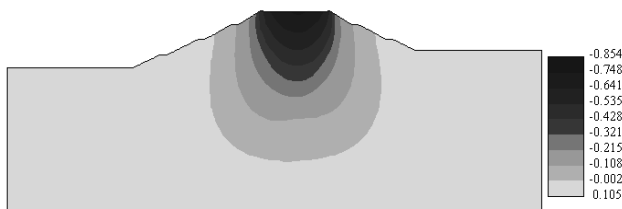


Рис. 6

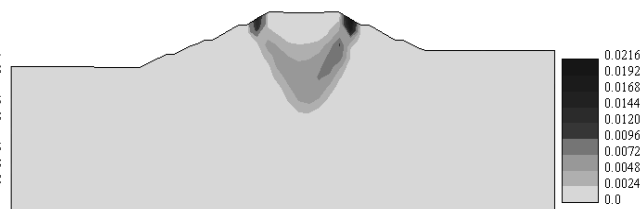


Рис. 7

В таблице 1 приведено сравнение некоторых результатов решений задачи с решениями, полученными в ППП ANSYS и в диссертации Султанова Л.У.¹

Таблица 1

Варианты расчета	методика	ППП ANSYS	дис. Сулатнова Л.У.
собственный вес и распределённая нагрузка q			
$\sigma_i [\text{МПа}]$	0.593	0.590	0.588
$u_x [\text{м}]$	0.854	0.854	0.854
ε_i	0.022	0.022	0.023

Анализ результатов показывает, что максимальная осадка и развитые зоны пластических деформаций наблюдаются в области действия равномерно распределенной нагрузки, тогда как максимальная интенсивность напряжений возникает в области основания насыпи. Зона пластических деформаций имеет небольшую площадь, поэтому при таком нагружении для данной формы насыпи не возникает опасных участков.

Во второй главе рассматривается построение алгоритма контактного взаимодействия, основанного на введении между частями конструкций специального контактного слоя. Решены некоторые модельные задачи.

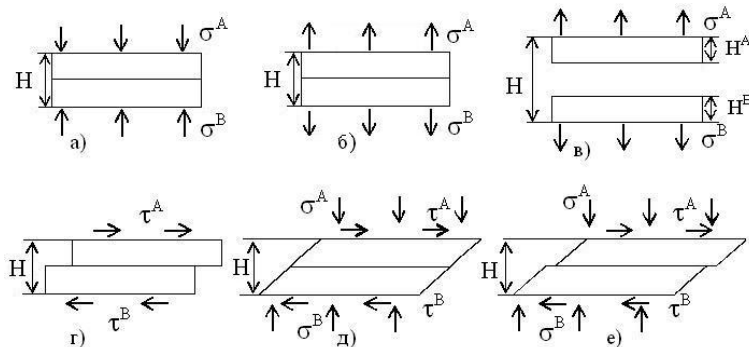


Рис. 8

Механизм взаимодействия подконструкций может быть проиллюстрирован рис. 8, где изображены различные варианты деформирования контактного слоя, для большей наглядности представленного двумя накладками, в зависимости от усилий воздействия подконструкций друг на друга. В ситуации, показанной на рис. 8 а) в накладках возникают напряжения обжатия $\sigma_H = \sigma^A = \sigma^B$ и деформации

$\varepsilon_H = \frac{1}{E_H} \sigma_H$, где E_H – модуль упругости материала накладки. Геометрическим условием

¹ Султанов Л.У. Исследование больших вязкоупругопластических деформаций в трехмерной постановке МКЭ: дис. ... канд. физ.-мат. наук. – Казань, 2005. – С. 116–119.

этого является $H \leq (H^A + H^B)$, где H^A , H^B – первоначальные толщины накладок, H – расстояние между поверхностями, на которых они закреплены.

Ситуация рис. 8 б) возникает при наличии предварительного обжатия, т.е. при $H < (H^A + H^B)$, и в этом случае тоже справедливо $\sigma_H = \sigma^A = \sigma^B$, $\varepsilon_H = \frac{\sigma_H}{E_H}$.

На рис. 8 в) силовое воздействие отсутствует, и накладки свободно перемещаются. В этом случае $H \geq (H^A + H^B)$, $\sigma_H = 0$.

На рис. 8 г) изображено свободное проскальзывание, при котором касательные напряжения не возникают, что реализуется при $H \geq (H^A + H^B)$, и в этом случае $\tau_H = 0$.

Рис. 8 д) иллюстрирует упругое взаимодействие с обжатием и сдвигом без проскальзывания. Подобная ситуация возможна при $H \leq (H^A + H^B)$, и для напряжений и деформаций в накладках можно записать $\sigma_H = \sigma^A = \sigma^B$, $\tau_H = \tau^A = \tau^B$, $\varepsilon_H = \frac{\sigma_H}{E_H}$, $\gamma_H = \frac{\tau_H}{G_H}$.

Дополнительным условием здесь должно быть условие

$$\tau_H \leq f |\sigma_H|, \quad (5)$$

где f – погонный коэффициент трения.

При невыполнении (5) возникает ситуация, изображенная на рис. 8 е). В этом случае $\sigma_H = \sigma^A = \sigma^B$, $\tau_H = f |\sigma_H|$, $\varepsilon_H = \frac{\sigma_H}{E_H}$ и имеется проскальзывание.

Все эти ситуации могут быть смоделированы в рамках механики сплошной среды при представлении двух накладок в виде единого материала, обладающего специфическими свойствами.

Полученная задача является нелинейной и требует применения специальных методик ее решения. Характерной особенностью этой нелинейности является то, что для нормальных напряжений имеет место ограничение по деформации ($H \leq H^A + H^B$, т.е. взаимная деформация накладок не может быть больше их общей толщины), а для касательных напряжений – ограничение по их предельным значениям, определяющим возможность проскальзывания.

Общее разрешающее уравнение записывается в вариационной форме исходя из принципа виртуальных перемещений

$$\begin{aligned} & \sum_m \iiint_{\Omega_m} \{\sigma\}^T \{\delta\varepsilon\} d\Omega + \sum_k \iiint_{\Omega_k} \{\sigma_H\}^T \{\delta\varepsilon_H\} d\Omega = \\ & = \sum_m \left(\iiint_{\Omega_m} \rho \{g\}^T \{\delta V\} d\Omega + \iint_{S_m^\sigma} \{P\}^T \{\delta V\} dS \right), \end{aligned} \quad (6)$$

где сумма по m – сумма по объемам подконструкций, по k обозначается сумма по контактными элементами, Ω_m, Ω_k , – соответственно объемы подконструкций и контактных элементов; $\{\sigma\}, \{\varepsilon\}, \{V\}$ – напряжения, деформации и перемещения элементарных объемов подконструкций; $\{\sigma_H\}, \{\varepsilon_H\}$ – напряжения и деформации в контактных элементах, $\{g\}$ – вектор ускорения свободного падения, $\rho \{g\}$ – сила тяжести, $\{P\}$ – нагрузка, действующая на части границы S_m^σ .

Предполагается, что первоначальное обжатие контактного слоя всегда существует, т.е. $H_0 < (H^A + H^B)$. Таким образом, базовой считается ситуация, изображенная на рис. 8 д). Далее, в процессе деформирования, ситуация будет меняться и могут реализоваться другие варианты из приведённых на рис. 8.

Для решения сформулированной физически нелинейной задачи на базе уравнения (6) используется методика решения задач в приращениях, когда на шаге итерации неизвестными являются не полные поля перемещений, которые в некоторых случаях являются фиктивными (при $\varepsilon_H < -1$), а их приращения. Опишем эту методику.

Пусть в начальный момент имеем некоторое обжатие $\varepsilon_H^{P,0}$ и, возможно, сдвиг $\gamma_H^{P,0}$, которые удовлетворяют условию $-1 < \varepsilon_H^{P,0} < 0, |G_H \gamma_H^{P,0}| \leq f |E_H \varepsilon_H^{P,0}|$.

Система уравнений (6) решается для нулевого приближения

$$\begin{aligned} & \sum_m \iiint_{\Omega_m} \{\Delta \sigma^0\}^T \{\delta \varepsilon\} d\Omega + \sum_k \iiint_{\Omega_k} \{\Delta \sigma_H^0\}^T \{\delta \varepsilon_H\} d\Omega = \\ & = \sum_m \left(\iiint_{\Omega_m} \rho \{g\}^T (\delta V) d\Omega + \iint_{S_m^{\sigma}} \{p\}^T (\delta V) ds \right). \end{aligned} \quad (7)$$

Для каждой последующей итерации $k = 1, 2, 3, \dots$ выполняется следующая последовательность вычислений.

Предварительно имеем $\{\varepsilon^{k-1}\}, \{\sigma^{k-1}\}$ в подконструкциях, $\{\varepsilon_H^{P,k-1}\}, \{\sigma_H^{P,k-1}\}, \{\gamma_0^{P,k-1}\}, \{\tau_0^{P,k-1}\}$ в контактных элементах. Из решения системы (7) на нулевой итерации и уравнения

$$\begin{aligned} & \sum_m \iiint_{\Omega_m} \{\Delta \sigma^k\}^T \{\delta \varepsilon\} d\Omega + \sum_k \iiint_{\Omega_k} \{\Delta \sigma_H^k\}^T \{\delta \varepsilon_H\} d\Omega = \\ & = \sum_k \iiint_{\Omega_k} (\Delta \vartheta_H^k \delta \varepsilon_H + \Delta \vartheta_H^k \delta \gamma_H) d\Omega \end{aligned} \quad (8)$$

на последующих итерациях определяем $\{\Delta \varepsilon^k\}, \{\Delta \sigma^k\}, \Delta \varepsilon_H^k, \Delta \gamma_H^k, \Delta \sigma_H^k, \Delta \tau_H^k$ и вычисляем следующее приближение напряженно-деформированного состояния подконструкций $\{\varepsilon^k\} = \{\varepsilon^{k-1}\} + \{\Delta \varepsilon^{k-1}\}, \{\sigma^k\} = \{\sigma^{k-1}\} + \{\Delta \sigma^{k-1}\}$ и “пробные” деформации в контактных элементах $\varepsilon_H^k = \varepsilon_H^{P,k-1} + \Delta \varepsilon_H^{k-1}, \gamma_H^k = \gamma_H^{P,k-1} + \Delta \gamma_H^{k-1}$.

Для реализации математической модели взаимодействия накладок в рамках МКЭ удобно определить так называемый контактный элемент. Геометрически он представляет собой линейный элемент с 8-ю узлами.

В качестве исходной информации для него определяются радиус-векторы точек, определяющих нижнюю (нечетные номера) и верхнюю (четные номера) поверхности, и первоначальная толщина $H = H^A + H^B$, которая может быть постоянной на элементе, а может варьироваться (в этом случае задаются их узловые значения).

Вводятся аппроксимации лицевых поверхностей

$$\mathbf{r}^{(-)}(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 \mathbf{r}_{2i-1} N_i(\xi, \eta), \mathbf{r}^{(+)}(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 \mathbf{r}_{2i} N_i(\xi, \eta), \quad (12)$$

где $N_i(\xi, \eta)$ – известные билинейные функции.

Определяются касательные плоскости этих поверхностей. Например, для нижней поверхности определяются вспомогательные векторы:

$$\mathbf{G}_\xi^{(-)} = \sum_{i=1}^4 \mathbf{r}_{2i-1} \frac{\partial N_i}{\partial \xi}, \quad \mathbf{G}_\eta^{(-)} = \sum_{i=1}^4 \mathbf{r}_{2i-1} \frac{\partial N_i}{\partial \eta}, \quad \mathbf{G}^{(-)} = \mathbf{G}_\xi^{(-)} \times \mathbf{G}_\eta^{(-)}, \quad (13)$$

по которым находятся ортогональные орты касательной плоскости в виде

$$\mathbf{P}_1^{(-)} = \frac{\mathbf{G}_\xi^{(-)}}{|\mathbf{G}_\xi^{(-)}|}, \mathbf{P}_3^{(-)} = \frac{\mathbf{G}^{(-)}}{|\mathbf{G}^{(-)}|}, \mathbf{P}_2^{(-)} = \mathbf{P}_3^{(-)} \times \mathbf{P}_1^{(-)}. \quad (14)$$

Аналогично определяются орты $\mathbf{P}_1^{(+)}, \mathbf{P}_2^{(+)}, \mathbf{P}_3^{(+)}$.

Для аппроксимации вектора перемещений будем использовать представление, анало-

гичное (12), т.е. введем

$$\mathbf{V}^{(-)}(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 \mathbf{V}_{2i-1} N_i(\xi, \eta), \mathbf{V}^{(+)}(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 \mathbf{V}_{2i} N_i(\xi, \eta). \quad (15)$$

В процессе деформирования первоначально параллельные лицевые поверхности $\mathbf{r}^{(-)}$ и $\mathbf{r}^{(+)}$ перестают быть таковыми, и степень их относительных поворотов в процессе деформирования может достигать большой величины. Поэтому все геометрические, кинематические и силовые характеристики будем определять на обеих лицевых поверхностях самостоятельно. Другими словами, напряженно-деформированное состояние будем определять в каждом контактном элементе (примыкающим, соответственно, к поверхностям $\mathbf{r}^{(-)}$ и $\mathbf{r}^{(+)}$), что позволит более верно моделировать их состоянии при проскальзывании друг относительно друга.

При этом образуется и постоянно обновляется база данных о механизме возможного взаимодействия между контактными элементами в каждой квадратурной точке каждого контактного КЭ. Она представляет собой значения $\varepsilon_H^{P,k}, \sigma_H^{P,k}, \gamma_{x'z'}^{P,k}, \gamma_{y'z'}^{P,k}, \tau_{x'z'}^{P,k}, \tau_{y'z'}^{P,k}$ для обеих лицевых поверхностей и на каждой итерации анализируется и перевычисляется.

Моделирование поэтапной выемки грунта из котлована с подпорными стенками.

Проводится расчет напряженно-деформированного состояния подпорных стенок котлована при поэтапной выемке грунта для случая плоской деформации (рис. 9). Грунт в котловане предполагается однородным со следующими характеристиками: $E_{cp} = 33 \text{ МПа}$,



$\mu_{cp} = 0.3$, $\rho_{cp} = 2040 \text{ кг/м}^3$. Для бетона: $E_6 = 30000 \text{ МПа}$, $\mu_6 = 0.2$, $\rho_6 = 2500 \text{ кг/м}^3$, толщина подпорных стенок $L2 = 1 \text{ м}$, длина – $H2 = 15 \text{ м}$, расстояние между ними $L3 = 10 \text{ м}$, максимальная глубина котлована – $H3 = 10 \text{ м}$.

На боковых и нижней границах области задаются условия отсутствия смещения точек в направлении, перпендикулярном грани-

Рис. 9

цам. Расстояния от подпорных стенок до границ области выбираются из условия малости влияния подпорных стенок на поле перемещений и напряженно-деформированное состояние грунта на границах. Дискретизация проводится квадратными конечными элементами сплошной среды, за базовый размер стороны элемента выбирается толщина бетонной стенки. При расчетах на первом этапе прикладывался собственный вес грунта расчетной области. Далее поэтапно и равными порциями проводится выемка грунта.

В таблице 2 приведены значения максимальных и минимальных изгибных напряжений [МПа] в подпорных стенках при различных конечно-элементных сетках.

Таблица 2

Число элементов по толщине стенки		1	2	3	4	5
Без учета контакта	σ_y^{\max}	3.89	4.01	4.08	4.12	4.14
	σ_y^{\min}	-4.74	-5.06	-5.27	-5.43	-5.48
С учетом контакта	σ_y^{\max}	0.39	0.42	0.45	0.47	0.47
	σ_y^{\min}	-1.07	-1.15	-1.20	-1.23	-1.24

Для иллюстрации приведены распределения напряжений σ_y в подпорных стенках и в грунте для расчета без учета контакта между грунтом и бетонной стенкой (рис. 10) и с уче-

том контакта (рис. 11) для коэффициента трения $f = 0.8$.

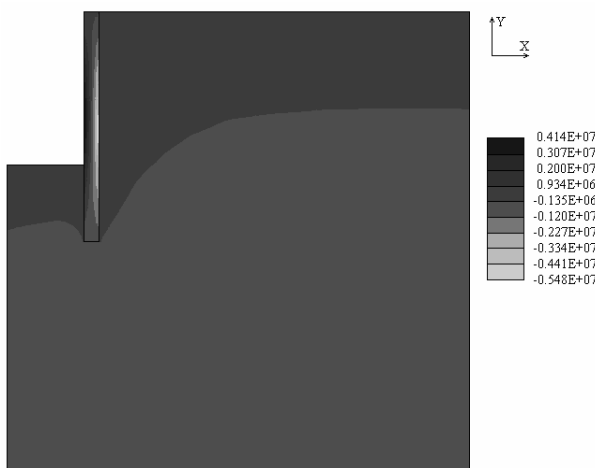


Рис. 10

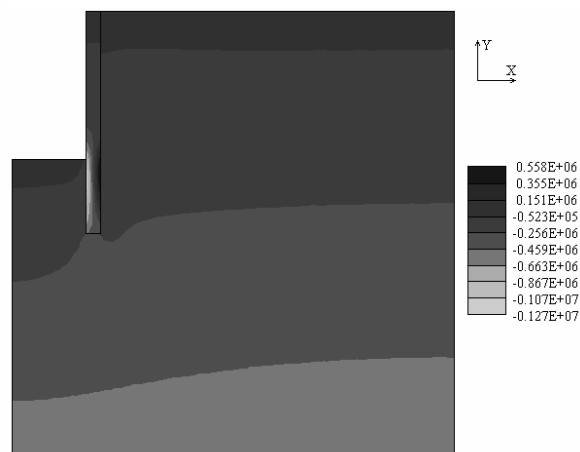


Рис. 11

Анализ результатов показывает, что эти варианты расчета принципиально отличаются. В первом случае подпорные стенки котлована расходятся в стороны и максимальные изгибные (растягивающие) напряжения возникают на их внутренней поверхности. Это можно объяснить тем, что после выемки грунта между подпорными стенками, который (при отсутствии контакта) как бы притягивал стенки друг к другу, грунт, расположенный за подпорными стенками, при осадке начинает тянуть их за собой и раздвигать. Этого не происходит в случае учета контакта между стенками и грунтом, и в этом случае после выемки грунта под действием силы тяжести грунта за стенками они начинают изгибаться вовнутрь котлована. Кроме этого, уровень напряженного состояния в этом случае гораздо ниже.

В третьей главе решены новые задачи.

Задача исследования деформирования грунта в окрестности опоры проектируемого моста.

Проводится расчет деформирования грунтового массива в зоне опоры проектируемого моста через р. Белая. Массив пород в зоне опоры имеет достаточно сложное структурно-тектоническое строение. Отмечается крупное тектоническое нарушение, которое унаследовала палеодолина реки. Проектируемая и существующая опоры мостового перехода находятся прямо на борту этого нарушения, осложненного многочисленными трещинами (бортового отпора, напластования, карстообразования). В основании этой опоры расположен ряд карстовых полостей, заполненных продуктами выщелачивания и суффозионного выноса. Для защиты опоры строящегося мостового перехода от негативного воздействия активно развивающегося сульфатно-карбонатного карста и обеспечения эксплуатационной надежности мостового перехода возможно инъекционное укрепление карстующихся грунтов в основании опоры методом «геокомпозит» с тампонажем карстовых полостей цементным раствором.

Площадка опоры указанного мостового перехода находится в исключительно сложных инженерно-геологических условиях и требует проведения дополнительного и более тщательного анализа несущей способности опоры совместно с окружающим грунтовым массивом при учете возможных противокарстовых мероприятий. Целью исследований является решение вопроса о целесообразности проведения работ по укреплению грунтов в районе опоры.

Расчетная область представляется в виде трехмерного массива размером 144x144 м в плане и от 6 до 88 м (максимальное значение) по вертикали.

На рис. 12 представлен контур расчетной области вместе с расположенными в грунтовом массиве основанием опоры и карстовыми полостями. При расчете считается, что по плоскостям ABCD и EFGH отсутствуют перемещения вдоль оси X, по плоскостям ABFE и CDHG отсутствуют перемещения вдоль оси Y, по плоскости ACGE отсутствуют перемещения вдоль оси Z.

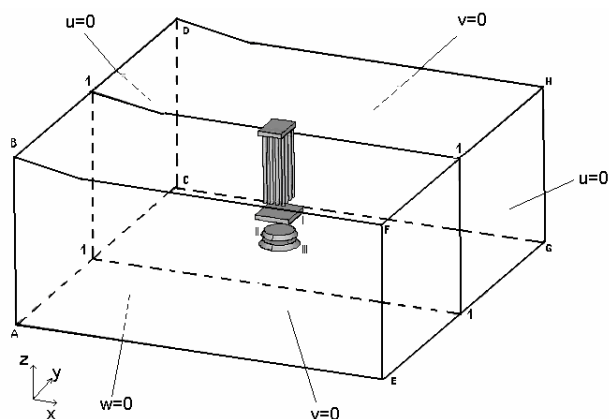


Рис. 12

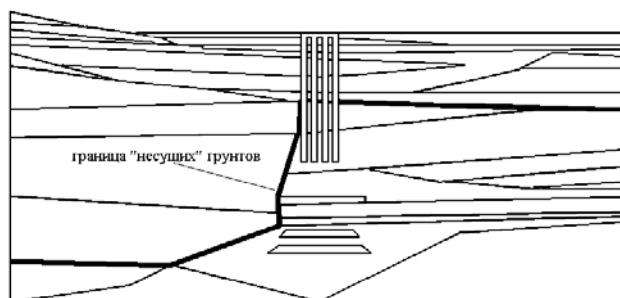


Рис. 13

В центре грунтового массива расположена опора, основание которой представляют 16 цилиндрических свай, расположенных в шахматном порядке (4x4) в середине грунтового массива в плане. При расчетах принято, что структура грунтового массива постоянна по ширине расчетной области (вдоль оси Y). На рис. 13 приведен продольный разрез расчетной области по плоскости, проходящей через оси центральных свай опоры, с обозначением границы "несущих" грунтов.

Над сваями расположен трехмерный блок, моделирующий основание опоры размером 9.5 x 13.8 м. Этот блок считается практически не деформируемым, так как через него передается нагрузка от веса опоры и пролетной части моста (с учетом подвижной нагрузки).

В грунтовом массиве, расположенном под опорой в соответствии с инженерно-геологическим разрезом, находятся три карстовые полости: верхняя (I) имеет форму параллелепипеда размерами 18 x 18 м в плане и 2 м по вертикали, две другие имеют форму усеченных конусов с радиусами оснований (II) 7 x 6 м и (III) 8 x 6.5 м и по 2 м в высоту.

Расчет проводится в несколько этапов. На первом этапе прикладывается нагрузка от собственного веса грунта и расположенных в нем цилиндрических свай опоры.

На втором этапе к трехмерному блоку, расположенному над цилиндрическими сваями (рис. 14) прикладываются нагрузки от веса опоры, пролета моста и подвижной нагрузки, величины которых приведены в таблице 3.

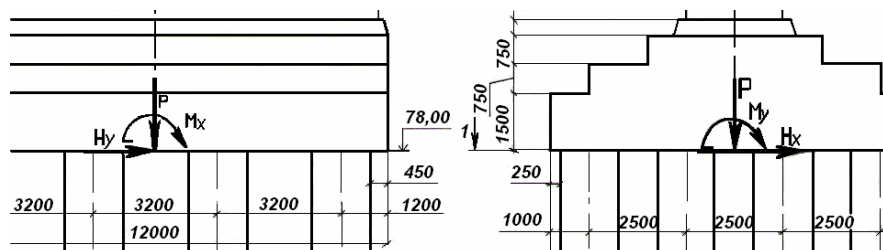


Рис. 14

На втором этапе к трехмерному блоку, расположенному над цилиндрическими сваями (рис. 14) прикладываются нагрузки от веса опоры, пролета моста и подвижной нагрузки, величины которых приведены в таблице 3.

Таблица 3

P, [Т]	H _x , [Т]	H _y , [Т]	M _x , [Т·м]	M _y , [Т·м]
2994	0	59,9	1268,8	0

В случае расчета, реализующего моделирование надвигки пролета моста, принимается третий этап нагружения, включающий действие момента от возникающей силы трения равной 175 т, приложенной к трехмерному блоку, расположенному над цилиндрическими сваями.

Для иллюстрации результатов расчета на рис. 15 (фрагмент) приведено распределение интенсивности пластических деформаций в сечении 1111 (рис. 12) при нагрузке от собственного веса опоры и моста (расчетная нагрузка) и надвигке (слева направо) также для случая, когда все карстовые полости забетонированы. На рис. 16 (фрагмент) приведено распределение интенсивности пластических деформаций в сечении 1111 при нагрузке от собственного веса опоры и моста (расчетная нагрузка) надвигке (слева направо) для случая, когда карстовые полости I и II забетонированы, карстовая полость III находится в природном состоянии. На всех рисунках распределение приведено для "несущих" грунтов, граница которых по-

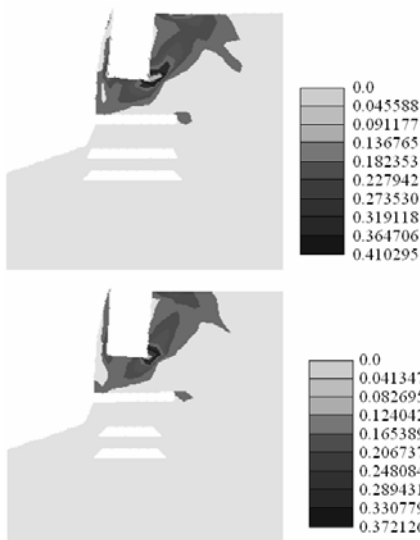


Рис. 15

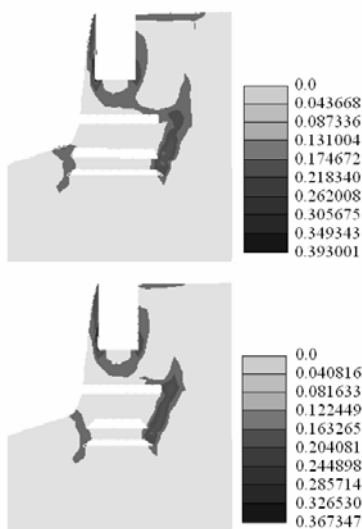


Рис. 16

надежности мостового перехода возможно инъекционное укрепление карстующихся грунтов в основании опоры методом струйной цементации. Результаты выполненных расчетов показывают прочностную эффективность выбранного решения. Вместе с тем производство закрепления в рассматриваемых условиях грунтового массива в окрестности опоры не может гарантировать надежного результата и оставляет большую степень неопределенности, как с точки зрения требуемой геометрии областей закрепления, так и требуемой конечной прочности закрепленных грунтов.

Результаты проведенных расчетов при моделировании различных вариантов нагружения для случая закрепленных грунтов в местах наличия карстовых полостей показали, что в большинстве расчетных случаев разрушение происходит в области грунтов борта палеодолины реки, расположенных вблизи опоры.

На основании вышеописанных факторов можно однозначно сделать вывод о необходимости переноса опоры мостового перехода в место, характеризующиеся отсутствием под опорой карстовых полостей, и расположенное вдали от борта палеодолины реки.

Расчет осадки грунтового массива в зоне прокладки тоннелей метрополитена.

При прокладке тоннелей метрополитена между внешней поверхностью тоннелей и грунтом остается некоторый зазор. Под действием собственного веса вышерасположенного грунта этот зазор заполняется грунтом, и происходят подвижки и деформации земной поверхности над тоннелями. Для расчета ожидаемых подвижек и деформаций земной поверхности принимается следующая многоуровневая модель. Внешней силовой нагрузкой является нагрузка от собственного веса грунтового массива. Поскольку на рассматриваемом участке проходка будет осуществляться двумя тоннелями и проходка второго тоннеля будет отставать от проходки первого, то задача решается в два этапа при описании проходки первого тоннеля и в три этапа при описании проходки второго тоннеля (рис. 17). Расчет проводится в плоской постановке.

На первом этапе прикладывается нагрузка от собственного веса деформируемой обделки тоннеля метрополитена и вышерасположенного окружающего грунтового массива. Между обделкой тоннеля и грунтовым массивом вводится дополнительный слой на величину технологического зазора, кольцо обделки считается деформируемым и неразрезным.

На втором этапе по внутренней поверхности обделки задаются кинематические граничные условия, полученные на первом этапе. Из расчета исключаются элементы, моделирующие технологический зазор, вместо них вводятся конечные элементы фиктивного материала, обладающие слабыми прочностными характеристиками и моделирующие нагнетаемый в технологический зазор тампонажный раствор. Происходит перераспределение полей перемещений и напряжений за счет ослабления грунта в технологическом зазоре.

казана на рис. 11.

Анализ результатов выполненных расчетов позволяет сделать вывод о том, что основными опасными факторами, определяющими несущую способность опоры мостового перехода, являются: наличие карстовых полостей, расположенных в грунтовом массиве под указанной опорой; место посадки опоры на борту палеодолины реки.

Для защиты опоры от негативного воздействия активно развивающегося сульфатно-карбонатного карста и обеспечения эксплуатационной

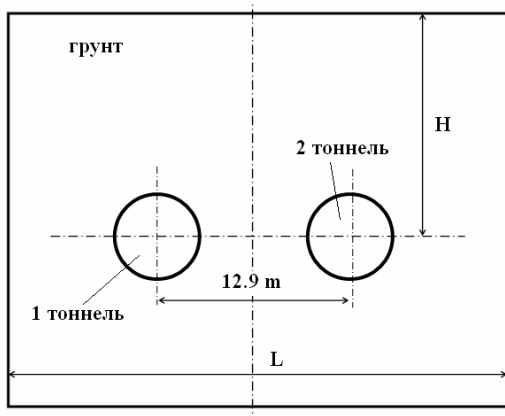


Рис. 17

При моделировании второго тоннеля первый этап соответствует первому этапу возведения одного тоннеля. На втором этапе моделируется нагнетание раствора за обделку одного тоннеля, а на третьем этапе так же поступают с технологическим зазором и второго тоннеля. При математическом моделировании кинематические граничные условия определяются следующим образом: по боковым границам рассматриваемого грунтового массива задается отсутствие горизонтальных смещений, а по нижней границе указанного грунтового массива определяются нулевые вертикальные смещения.

Механические характеристики элементов, имитирующих технологический зазор, принимаются следующими:

$\rho = 100 \text{ кг/м}^3$, $E = 0.01 \text{ МПа}$, $G = 0.00001 \text{ МПа}$, $\mu = 0.0$, длина расчетной области $L = 75 \text{ м}$, глубина залегания $H = 25 \text{ м}$, размеры технологического зазора: левый тоннель 89 мм , правый тоннель 139 мм .

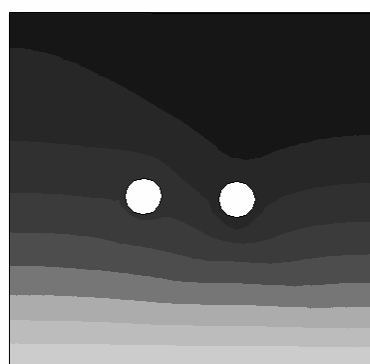


Рис. 18

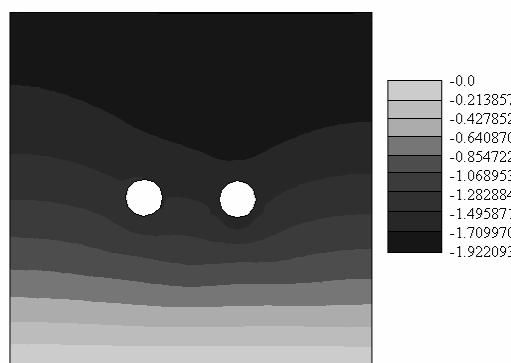


Рис. 19

Для иллюстрации результатов расчета на рис. 18 приведено распределение прогибов в сечении для двух тоннелей после осадки грунта над первым, на рис. 19 – распределение прогибов после осадки грунта над вторым тоннелем.

В зону влияния перегонных тоннелей попадает одна из опор эксплуатируемого моста через реку. Его конструкция является достаточно чувствительной к деформациям земной поверхности, вызванным горнопроходческими работами по сооружению перегонных тоннелей, что диктует необходимость возведения защитного сооружения опоры моста.

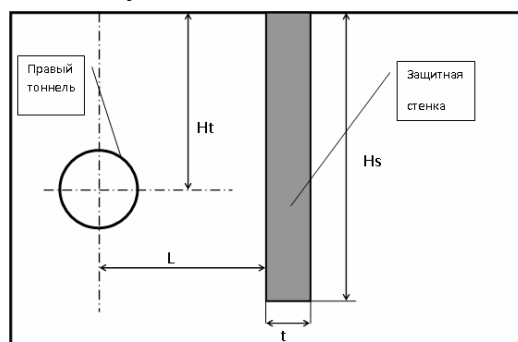
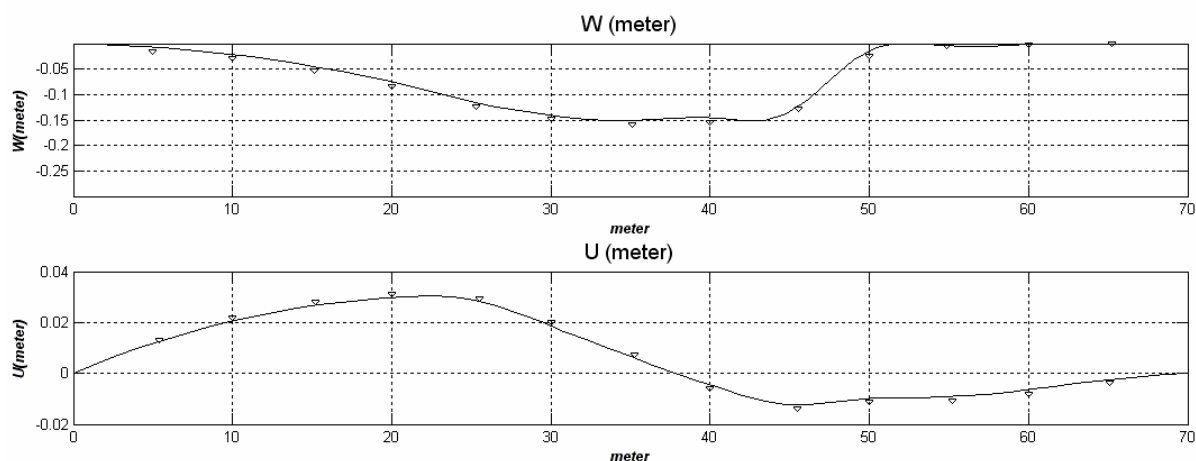


Рис. 20

На рис. 20 приведена расчетная область, использованная при моделировании защитного эффекта от стены в грунте, где $Ht = 24 \text{ м}$, $L = 8 \text{ м}$, $t = 3,2 \text{ м}$, $Hs = 18, 23$ или 26 м . Основным вопросом, решаемым при моделировании, является вопрос глубины залегания указанной стены. На рис. 21 приведены результаты расчетов прогнозируемых подвижек и деформаций земной поверхности от влияния горных работ при проходке перегонных тоннелей при различных глубинах залегания защитной стены (18, 23 и 26 м). На этих рисунках первый график соответствует вертикальным подвижкам грунта (в метрах), второй график – горизонтальным (в метрах), где сплошной линией представлено решение в ППП ANSYS, а точками – по нашей методике расчета. Анализ данных расчетов позволяет сделать вывод об эффективности защитного сооружения при глубине его заложения равной 26 метрам.

На рис. 21 приведены результаты расчетов прогнозируемых подвижек и деформаций земной поверхности от влияния горных работ при проходке перегонных тоннелей при различных глубинах залегания защитной стены (18, 23 и 26 м). На этих рисунках первый график соответствует вертикальным подвижкам грунта (в метрах), второй график – горизонтальным (в метрах), где сплошной линией представлено решение в ППП ANSYS, а точками – по нашей методике расчета. Анализ данных расчетов позволяет сделать вывод об эффективности защитного сооружения при глубине его заложения равной 26 метрам.



Глубина залегания 26 м.

Рис. 21

Расчет напряженно-деформированного состояния футляра магистрального трубопровода высокого давления.

Для уменьшения влияния проходящих железнодорожных составов на прочность и устойчивость трубопровода (при его проведении под железнодорожным полотном) трубопровод на опорах частично помещают в так называемый футляр – стальную трубу большего диаметра. В этом случае основная нагрузка от веса вышерасположенного грунта, веса проходящего железнодорожного состава и веса самого трубопровода приходится именно на него. Проводить расчет на прочность всего футляра, а его длина может составлять многие сотни метров, представляется нецелесообразным. Необходимо провести расчет для наиболее загруженной части трубопровода в том месте, где над ним располагаются железнодорожные пути. Кроме того, футляр с расположенным внутри него на опорах трубопроводом представляет собой периодическую структуру, поэтому представляется возможным в качестве расчетной области выбрать только часть конструкции, а по границам (ортогональным к поперечному сечению трубопровода) реализовать условия периодичности.

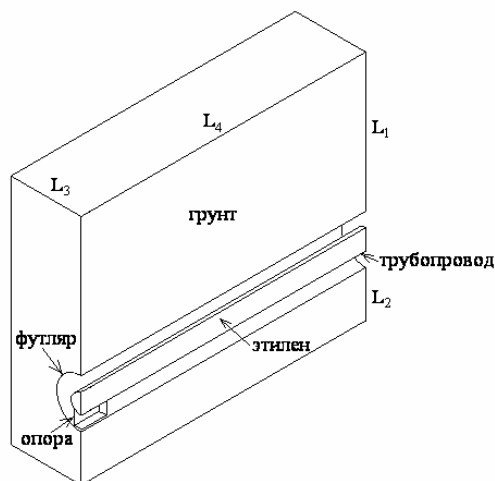


Рис. 22

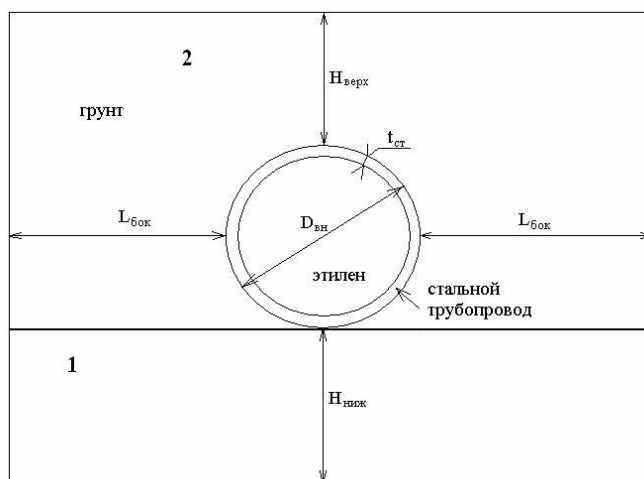


Рис. 23

Исходя из симметрии относительно вертикальной плоскости, проходящей через ось футляра, сам футляр и проходящий через него трубопровод представлены в виде цилиндрических панелей (с углом раствора 180°). Футляр расположен в грунте, внутри трубопровода транспортируется сжатый газ (этилен). На рис. 22 схематично приведен общий вид расчетной области (причем, исходя из симметрии, приведена только ее четвертая часть) со следующими геометрическими размерами: $L_1 = 1 \text{ м}$, $L_2 = 1 \text{ м}$, $L_3 = 1 \text{ м}$, $L_4 = 3 \text{ м}$. В расчете предполагается, что магистральный трубопровод (рис. 23) представляет собой сплошную

трубу внешнего диаметра ${}^m D_{\text{вн}} = 0.219 \text{ м}$ с толщиной стенки ${}^m t_{\text{ст}} = 0.008 \text{ м}$, материал которой является изотропным (сталь): модуль Юнга $E_{\text{ст}} = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, плотность $\rho_{\text{ст}} = 7860 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$, коэффициент Пуассона $\mu_{\text{ст}} = 0.3$. Футляр – также сплошная стальная труба внешнего диаметра ${}^f D_{\text{вн}} = 0.530 \text{ м}$ с толщиной стенки ${}^m t_{\text{ст}} = 0.012 \text{ м}$.

Для иллюстрации результатов расчета по модели настоящей работы на рис. 24 приведены распределение интенсивности напряжений, первого и третьего главных напряжений соответственно.

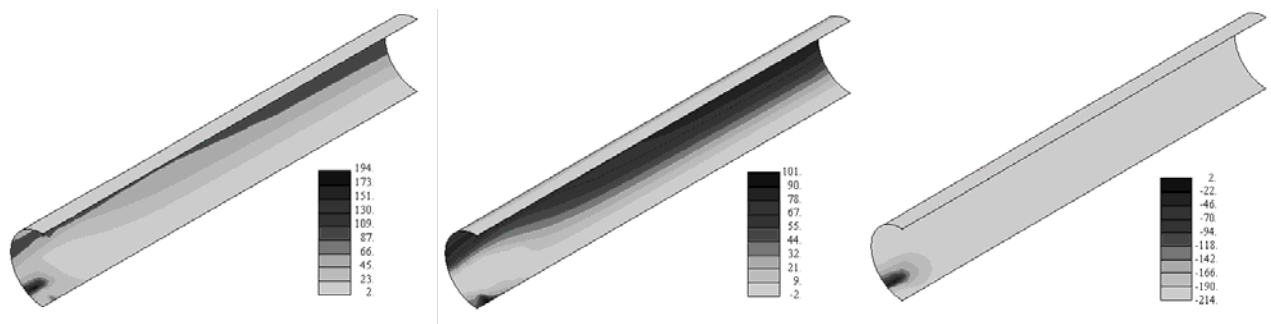


Рис. 24

В таблице 4 приведено сравнение некоторых результатов решений задачи с решениями, полученными в ППП ANSYS.

Таблица 4

σ_i^{max} [МПа]	σ_i^{max} [МПа]	σ_1^{max} [МПа]	σ_3^{min} [МПа]
ППП ANSYS	189	97	-218
методика	194	101	-218

Расчет футляра на прочность показывает, что при самых неблагоприятных условиях потери прочности футляра не происходит.

Заключение.

Дана постановка задачи упругопластического деформирования грунтовых массивов на основе определяющих соотношений между приращениями истинных напряжений и деформаций.

Реализована методика расчета напряженно-деформированного и предельного состояний грунтовых массивов, взаимодействующих с деформируемыми конструкциями.

Разработан и апробирован проблемно ориентированный комплекс программ на алгоритмическом языке Фортран-90, реализующий предложенную методику определения напряженно-деформированного и предельного состояний грунтов на основе метода конечных элементов.

Получены новые численные результаты расчета подземных транспортных сооружений, взаимодействующих с физически нелинейными грунтами.

СПИСОК ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ

Публикации в изданиях, рекомендованных ВАК:

1. Кузнецова, И.С. Моделирование пластического деформирования многослойного грунта в зоне опоры многопролетного моста / Д.В. Бережной, И.С. Кузнецова, А.А. Саченков // Учен. зап. Казан. ун-та. Сер. физико-матем. науки. – 2010. – Т. 152, кн. 1. – С. 116–125.
2. Балафендиева, И.С. Моделирование деформирования железобетонной обделки тоннеля в грунте с учетом одностороннего контактного взаимодействия ее блоков / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Вестник Саратовского государственного технического университета. – 2011. – № 2 (55). Выпуск 1. – С. 8–16.

3. Балафендиева, И.С. Трехмерное деформирование железобетонной опоры мостовой переправы, расположенной в многослойном водонасыщенном грунте / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной, А.В. Карамов // Вестник Нижегородского университета им. Н.И. Лобачевского, № 4 (5). – Н. Новгород: Изд-во ННГУ им. Н.И. Лобачевского, 2011. – С. 1995–1996.
 4. Балафендиева, И.С. Расчет осадок в многослойном физически нелинейном грунте при прокладке тоннелей метрополитена / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной, Д.А. Егоров // Научно-технический вестник Поволжья. – № 2. – 2012 г. – С. 23–26.
- Публикации в других изданиях:**
5. Кузнецова, И.С. Математическое моделирование этапов строительства подземных сооружений, взаимодействующих с флюидонасыщенным грунтом, по трансформирующейся расчетной схеме / Д.В. Бережной, И.С. Кузнецова, Р.Р. Хуснутдинов // Математическое моделирование и краевые задачи: Труды шестой Всероссийской научной конференции с международным участием. Ч. 1: Математические модели механики, прочности и надежности элементов конструкций. – Самара: СамГТУ, 2009. – С. 51–53.
 6. Кузнецова, И.С. Моделирование процессов взаимодействия деформируемых конструкций с грунтами / Д.В. Бережной, И.С. Кузнецова // Труды Математического центра имени Н.И. Лобачевского: Материалы Восьмой молодежной научной школы-конференции «Лобачевские чтения – 2009» – Казань: Изд-во Казан. гос. ун-та, 2009. – Т. 39. Казанское матем. о-во. – С. 136–138.
 7. Кузнецова, И.С. Исследование напряженно-деформированного состояния грунта, взаимодействующего с расположенными в нем деформируемыми конструкциями / Д.В. Бережной, А.И. Голованов, И.С. Кузнецова, С.А. Малкин // XXIII Межд. конф. «Математическое моделирование в механике сплошных сред. Методы граничных и конечных элементов – BEM&FEM 2009». Труды XXIII Межд. конф. – СПб.: НИЦ МОРИНТЕХ, 2009. – С. 72–77.
 8. Кузнецова, И.С. Моделирование процессов нелинейного деформирования грунтов, взаимодействующих с деформируемыми конструкциями / Д.В. Бережной, И.С. Кузнецова, Л.Р. Секаева // Проблемы нелинейной механики деформируемого твердого тела: Труды Второй международной конференции. Казань, 8 – 11 декабря 2009 г. / науч. ред. С.А. Кузнецов – Казань: Казан. гос. ун-т, 2009. – С. 64–67.
 9. Кузнецова, И.С. Нелинейное деформирование элементов конструкций, взаимодействующих с грунтами сложной природы / Д.В. Бережной, И.С. Кузнецова // Материалы XVI Международного симпозиума «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред» им. А.Г. Горшкова. Т. 2. – Чебоксары: ГУП «ИПК «Чувашия», 2010. – С. 15–16.
 10. Кузнецова, И.С. Моделирование процессов нелинейного деформирования грунта, содержащего карстовые полости под опорой моста / Д.В. Бережной, И.С. Кузнецова // Математическое моделирование и краевые задачи: Труды седьмой Всероссийской научной конференции с международным участием. Ч.1: Математические модели механики, прочности и надежности элементов конструкций. – Самара: СамГТУ, 2010. – С. 60–62.
 11. Балафендиева, И.С. Исследование процессов пластического деформирования грунта в зоне опоры моста / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной, А.А. Саченков // Труды Математического центра имени Н.И. Лобачевского: Материалы Девятой молодежной научной школы-конференции «Лобачевские чтения – 2010»; Казань, 1-6 октября 2010 г. – Казань: Казанское матем. о-во, 2010. – Т. 40. – С. 62–66.
 12. Балафендиева, И.С. Исследование процессов пластического деформирования опоры моста, взаимодействующего с многослойным грунтом / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Материалы XVII Международного симпозиума «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред» им. А.Г. Горшкова.

- Т. 1. – М.: ООО «ТР-принт», 2011. – С. 25–28.
13. Балафендиева, И.С. Упругопластическое деформирование многослойного грунта в зоне опоры многопролетного моста / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Материалы XVII Международной конференции по вычислительной механике и современным прикладным программным системам (ВМСППС' 2011), 25–31 мая 2011 г., Алушта – М.: Изд-во МАИ-ПРИНТ, 2011. – С. 298–299.
 14. Балафендиева, И.С. Исследование деформирования грунтового массива при проведении подземных строительных работ / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Труды Математического центра имени Н.И. Лобачевского: Материалы Десятой молодежной научной школы-конференции «Лобачевские чтения – 2011». – Казань: Казанское матем. о-во, 2011 – Т. 41. – С. 90–92.
 15. Балафендиева, И.С. Расчет осадок грунта при проведении подземных строительных работ / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Материалы Международной научно-практической конференции: Актуальные проблемы естественных и гуманитарных наук, 10–11 ноября 2011 г., Казань – Зеленодольск. – Казань: Изд-во КФУ, 2011. – С. 8–11.
 16. Балафендиева, И.С. Исследование деформирования грунта при его взаимодействии с элементами транспортных сооружений / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Материалы XVIII Международного симпозиума «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред» им. А.Г. Горшкова. Т. 1. – М.: ООО «ТР-принт», 2012. – С. 17–19.
 17. Балафендиева, И.С. Расчет осадки грунта в зоне прокладки тоннеля метрополитена / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Материалы IX Межд. конф. по неравновесным процессам в соплах и струях (NPNJ'2012), 25–31 мая 2012 г., Алушта. – М.: Изд-во МАИ, 2012. – С. 314–315.
 18. Балафендиева, И.С. Моделирование процессов нелинейного деформирования элементов транспортных сооружений, взаимодействующих с многослойным грунтом / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Сеточные методы для краевых задач и приложения. Материалы Девятой Всероссийской конф. – Казань: Отечество, 2012. – С. 55–58.
 19. Балафендиева, И.С. Моделирование процессов нелинейного деформирования транспортных сооружений, взаимодействующих с грунтом сложной физической природы / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Труды Математического центра имени Н.И. Лобачевского: Материалы XI Всероссийской молодежной научной школы-конференции «Лобачевские чтения – 2012». – Казань: Казанское матем. о-во, 2012. – Т. 45. – С. 17–19.
 20. Балафендиева, И.С. Исследование процессов деформирования грунтового массива с расположенными в нем трехмерными конструкциями / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной // Актуальные проблемы физико-математических и гуманитарных наук: Международная научно-практическая студенческая конференция, Казань, Зеленодольск. 29–30 ноября 2012 г.: сборник докладов. – Казань: Издательство «ТАИ», 2012. – С. 73–75.
 21. Балафендиева, И.С. Моделирование этапов строительства подземных сооружений / И.С. Балафендиева, Д.В. Бережной, А.В. Карамов // Материалы XIX Международного симпозиума «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред» им. А.Г. Горшкова. Т. 1. – М.: ООО «ТР-принт», 2013. – С. 29–30.